

鉄筋コンクリート部材のねじり耐荷機構に関する一考察

A STUDY ON MECHANISM OF TORSIONAL
RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

長瀧重義*・李承漢**・岡本享久***

By Shigeyoshi NAGATAKI, Seung Han LEE and Takahisa OKAMOTO

In an effort to predict the load-deformation response of reinforced concrete elements subjected to pure torsion, an analytical model is proposed in this study. In this model, compressive stress-strain curve and tensile stress-strain curve of concrete struts between diagonal cracks are considered in equilibrium. Experiments were then conducted to verify the validity of this model. The experimental and analytical values have been found to be in good agreement and the proposed model is thus capable of predicting not only the strength but also the angle of twist, the steel strains and the concrete strains throughout the loading history. The concrete cover and the reinforcement ratio are also found to have significant effect on the change of shear flow.

Keywords: torque-twist curve, tension stiffening, softening, spalling of concrete cover, shear flow

1. ま え が き

ねじりを受ける鉄筋コンクリート部材の代表的な破壊モデルには1929年 Rausch¹⁾が提案した立体トラスモデルと1959年 Lessig²⁾が提案した斜め曲げモデルがあり、これらのモデルに基づく理論的および実験的研究が現在まで活発に行われてきた。たとえば立体トラスモデルについて Rausch が提案した耐力算定式が終局ねじり耐力を過大評価することが、その後の研究で明らかとなり、数多くの修正がなされている。また、立体トラスモデルを基礎に Compression Field Theory を適用させた Collins & Mitchell の研究³⁾では、スターラップの中心線より外側のかぶりコンクリートは剝離し、耐力には貢献しないとして、せん断流をスターラップ中心線より内側にとることによる補正を行った。さらには斜めひびわれ間のコンクリートストラットが二軸の圧縮-引張応力状態下であり、一軸圧縮状態下の挙動とは異なることによる補正を行っている Hsu & Mo の研究⁴⁾もある。こ

れらの修正はあくまで鉄筋コンクリート部材の終局ねじり耐力付近の挙動に着目したものであり、かぶりコンクリートの取扱いに一部不明確な点が残るものの終局耐力に関しては設計に一応適用可能なまでに到達している。

現在世界的な趨勢として設計法が限界状態設計法に移行しつつあり、1986年に改訂した土木学会標準示方書「設計編」では使用限界状態、終局限界状態、疲労限界状態について安全性の照査を行うこととした。その結果ひびわれ耐力および終局耐力については現行の示方書の考え方で設計に十分対処できるようになったが、ひびわれ幅および変形・変位などの使用限界状態に対する検討では理論上未解決な領域が多く、ひびわれ幅の検討は経験式で、変位・変形については全く触れていない。したがって、ひびわれ発生、ひびわれ発生後の鉄筋とコンクリートの挙動さらに変形挙動までを精度よく推定可能な理論式を誘導することはこの種部材の合理的な設計を行ううえで必要不可欠なことである。

このような背景のもとに任意の荷重段階、特にひびわれ発生直後における変形挙動を解析的に検討する試みが既往の立体トラスモデルおよび斜め曲げモデルを用いて数多くなされてきている。これらの代表的なものとしては、立体トラスモデルを用いた Collins & Mitchell³⁾および Hsu & Mo⁴⁾の研究、斜め曲げモデルを用いた

* 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科
(〒152 目黒区大岡山2-12-1)

** 学生会員 工修 東京工業大学大学院 工学部土木工学科 (同上)

*** 正会員 工博 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (同上)

Rangan & Staley³⁾ および Ewida & McMullen⁶⁾ の研究などがあるが、そもそも終局時のねじり挙動を対象としたこれらのモデルでは、任意の荷重状態、特にひびわれ発生直後の荷重状態におけるねじり挙動を表現し切れない。この原因として両モデルとも斜めひびわれが入り切った状態を前提としており、ひびわれ発生後のコンクリート引張剛性 (Tension Stiffening) などを無視していることが挙げられる。

したがって、本研究ではコンクリート引張剛性およびかぶりコンクリートが鉄筋コンクリート部材のねじり挙動に及ぼす影響に着目した。すなわち、ひびわれ発生前とひびわれ発生後のねじり挙動を連続的にとらえられるようにコンクリートの引張剛性を導入したモデルを設定し、ねじりを受ける鉄筋コンクリート部材を板要素として取り出し、斜めひびわれ間のコンクリートストラットの圧縮力分担のみならず、コンクリート引張剛性を考慮したつり合い式およびひずみの適合条件式より構成方程式を導き、任意の荷重状態におけるねじり挙動を評価する新しい式を誘導した。さらにこの種部材の耐ねじり性状に及ぼすかぶりコンクリートの影響および鉄筋比の影響を知る目的でかぶりおよび鉄筋比を変化させた供試体を製作し、載荷実験を実施した。これらの実験結果に基づいて、かぶりがねじり挙動に及ぼす影響を評価するとともに、解析結果の定量的な評価を行い、鉄筋コンクリート部材 (以下 RC 部材と略称) のねじり耐荷機構の解明をめざすものである。

2. 解析的検討

(1) 解析上の仮定

a) コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線

図-1 に一軸圧縮を受ける代表的な例である CEB-FIP Model Code と圧縮-引張を受ける二軸状態での Vecchio & Collins¹⁰⁾ のコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線を示す。

ねじりを受ける RC 部材における本解析では斜めひびわれ間のコンクリートはそれを横切る鉄筋の引張力に

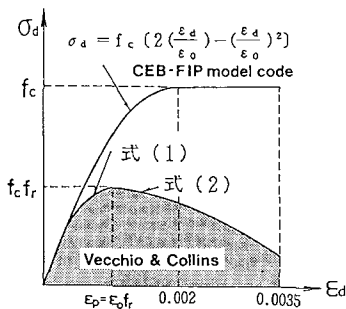


図-1 コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線

より二軸状態の圧縮-引張を受けることから図-1 に示すコンクリートの応力-ひずみ曲線が一軸状態のコンクリートの圧縮強度に比べ著しく低下するとした Vecchio & Collins の曲線を用いた。なお、ひずみは線形分布をするとし、部材表面と内部のひびわれ角度は同一であるとした。

$\epsilon_{ds} \leq \epsilon_p$ の場合

$$\sigma_d = f_r \cdot f_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_p} \right) - \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_p} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (1)$$

$\epsilon_{ds} > \epsilon_p$ の場合

$$\sigma_d = f_r \cdot f_c \left[1 - \left(\frac{\epsilon_d - \epsilon_p}{2\epsilon_0 - \epsilon_p} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 f_r は $1/\lambda$ であり、 λ は低減係数で次式のように表わされる¹⁰⁾。

$$\lambda = \sqrt{0.7 + \epsilon_1 / \epsilon_d} \dots \dots \dots (3)$$

斜めひびわれ間のコンクリートの応力-ひずみ関係を図-2 に示す応力ブロックに変換すると、 k_1 は次式のようになる。

$\epsilon_{ds} \leq \epsilon_p$ の場合

$$k_1 = \frac{\epsilon_{ds}}{\epsilon_p} \left(1 - \frac{\epsilon_{ds}}{3\epsilon_p} \right) \dots \dots \dots (4)$$

$\epsilon_{ds} > \epsilon_p$ の場合

$$k_1 = \left(1 - \frac{1}{(2\lambda - 1)^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_p}{3\epsilon_{ds}} \right) + \frac{\epsilon_{ds}}{(2\lambda - 1)^2 \cdot \epsilon_p} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{ds}}{3\epsilon_p} \right) \dots \dots \dots (5)$$

また、図-2 に示す部材表面から中立軸までの距離 (t_d) をせん断流の通路厚とみなし、せん断流の中心はこの応力ブロックの中心を通るとする。

b) コンクリートの引張応力-ひずみ曲線

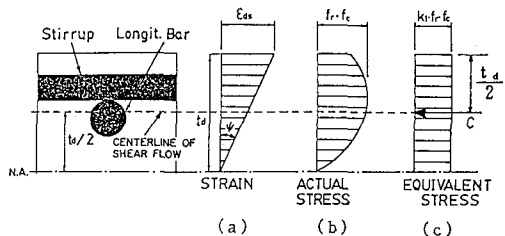


図-2 斜めひびわれ間のコンクリートの圧縮応力の合力とその作用点

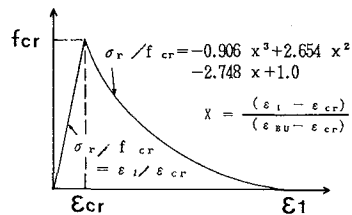


図-3 コンクリートの引張応力-ひずみ曲線

本研究に用いたコンクリート引張剛性には図-3に示す佐藤・白井⁹⁾のコンクリートの引張応力-ひずみ曲線を用いた。すなわち、ひびわれ発生前の応力-ひずみ関係は線形と仮定する式(6)によって、また、ひびわれ発生後のコンクリートの引張剛性はひずみが付着限界ひずみに達したときコンクリートの引張応力を零とする式(7)で示す3次曲線によって表わした。また、このコンクリート引張応力分布も図-2の(c)に示すせん断流の通路厚上に一樣に分布するものとする。

$\epsilon_1 \leq \epsilon_{cr}$ の場合

$$\sigma_r / f_{cr} = \epsilon_1 / \epsilon_{cr} \dots \dots \dots (6)$$

$\epsilon_1 > \epsilon_{cr}$ の場合

$$\sigma_r / f_{cr} = 1 - 2.748X + 2.654X^2 - 0.906X^3 \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 $X = (\epsilon_1 - \epsilon_{cr}) / (\epsilon_{BU} - \epsilon_{cr})$

c) 鉄筋の応力-ひずみ曲線

軸方向鉄筋およびスターラップはそれぞれの軸方向の応力のみ抵抗するとし、鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性体と仮定することによって次式ようになる。

$$\sigma_{sl} = E_s \cdot \epsilon_l \quad \epsilon_l < \epsilon_{ly} \dots \dots \dots (8)$$

$$\sigma_{sl} = \sigma_{ly} \quad \epsilon_l \geq \epsilon_{ly} \dots \dots \dots (9)$$

$$\sigma_{sh} = E_s \cdot \epsilon_h \quad \epsilon_h < \epsilon_{hy} \dots \dots \dots (10)$$

$$\sigma_{sh} = \sigma_{hy} \quad \epsilon_h \geq \epsilon_{hy} \dots \dots \dots (11)$$

(2) 解析モデル

鉄筋コンクリート部材がねじりを受ける場合、前節の仮定 a) および b) を適用させることによって、部材断面深さ方向の主圧縮、主引張およびせん断応力分布は、ひびわれ発生前は図-4に、ひびわれ発生後は図-5に示すようになる。すなわち、断面深さ方向の主応力分布を考えると斜めひびわれ発生前は部材表面から断面中心に、斜めひびわれ発生後においては部材表面付近に二軸の圧縮-引張応力状態が形成される。

本解析モデルは図-4および図-5に示した圧縮-引張状態にある部分を二軸状態下にある板要素と考え、仮定

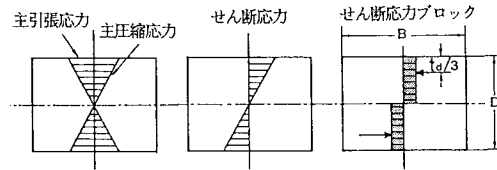


図-4 部材断面深さ方向の応力分布 (ひびわれ発生前)

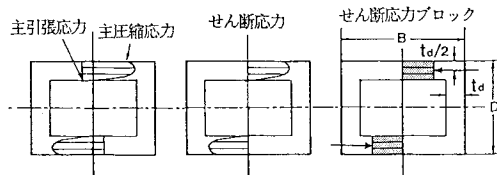


図-5 部材断面深さ方向の応力分布 (ひびわれ発生後)

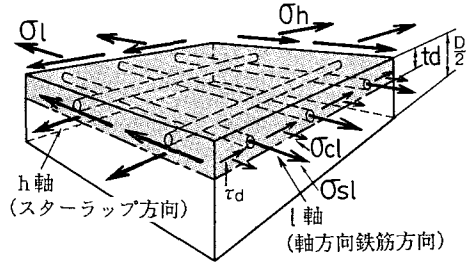


図-6 解析モデル (鉄筋コンクリート板要素)

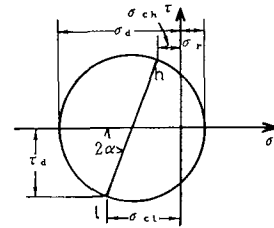


図-7 モールの応力円

c) を用いることにより図-6に示すようになる。

なお、Vecchio & Collins¹²⁾はこのRC部材の板要素をせん断を受ける場合について同様に表現している。

(3) つり合い条件式

図-6に示すような解析モデルについて l (軸方向鉄筋) 方向の力のつり合いを取ることによって次式が得られる。

$$\int_A \sigma_l dA = \int_{Ac} \sigma_{cl} dA_c + \int_{As} \sigma_{sl} dA_s \dots \dots \dots (12)$$

ここで、鉄筋によるコンクリートの断面積の減少は小さいので無視すれば、式(12)は式(13)となる。

$$\sigma_l = \sigma_{cl} + \rho_{sl} \cdot \sigma_{sl} \dots \dots \dots (13)$$

また、純ねじりを受けるRC部材の板要素は純せん断場にあることより $\sigma_l = 0$ となり、式(13)は式(14)となる。

$$0 = \sigma_{cl} + \rho_{sl} \cdot \sigma_{sl} \dots \dots \dots (14)$$

h (スターラップ) 方向についても同様に考えると式(15)が得られる。

$$0 = \sigma_{ch} + \rho_{sh} \cdot \sigma_{sh} \dots \dots \dots (15)$$

次にコンクリートの応力について図-7に示すモールの応力円を適用させることによって l, h 軸のつり合いおよびせん断応力は次式のように表わされる。

$$-\sigma_a \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_r \cdot \sin^2 \alpha + \rho_{sl} \cdot \sigma_{sl} = 0 \dots \dots \dots (16)$$

$$-\sigma_a \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_r \cdot \cos^2 \alpha + \rho_{sh} \cdot \sigma_{sh} = 0 \dots \dots \dots (17)$$

$$\tau_a = (\sigma_a + \sigma_r) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots (18)$$

なお、式(16)、(17)の左辺の第2項を省略すると、これらの式は従来の立体トラスモデルに基づく式と同一である。

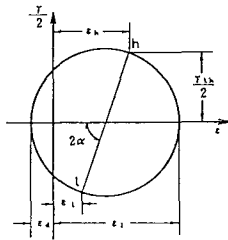


図-8 モールのひずみ円

また、ねじりモーメントは Bredt⁴⁾ の式によって求めることができる。

$$T = 2A_o \cdot t_d \cdot \tau_d \dots\dots\dots(19)$$

(4) ひずみの適合条件

図-6 に示すような板要素にコンクリートと鉄筋の平均ひずみを用いることによって、図-8 に示すモールのひずみ円が適用でき、 l 、 h 軸方向のひずみおよびせん断ひずみは次式のように与えられる。

$$\epsilon_l = -\epsilon_d \cdot \cos^2 \alpha + \epsilon_1 \cdot \sin^2 \alpha \dots\dots\dots(20)$$

$$\epsilon_h = -\epsilon_d \cdot \sin^2 \alpha + \epsilon_1 \cdot \cos^2 \alpha \dots\dots\dots(21)$$

$$\gamma_{lh} = 2(\epsilon_d + \epsilon_1) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(22)$$

さらに、モールのひずみ円からひびわれ角度は式 (23) に、主引張ひずみは式 (24) に、せん断ひずみは式 (25) になる。

$$\tan^2 \alpha = (\epsilon_l + \epsilon_d) / (\epsilon_h + \epsilon_d) \dots\dots\dots(23)$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_d + \epsilon_l + \epsilon_h \dots\dots\dots(24)$$

$$\gamma_{lh} = \epsilon_l \cdot \cot \alpha + \epsilon_h \cdot \tan \alpha + \epsilon_d / (\sin \alpha \cdot \cos \alpha) \dots\dots\dots(25)$$

一方、ねじり角は Compression Field Theory³⁾ と薄肉弾性論¹⁾ に基づく式からそれぞれ次式で表わされる。

$$\theta = \epsilon_{ds} / (2 t_d \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \dots\dots\dots(26)$$

$$\theta = \gamma_{lh} \cdot P_o / (2 A_o) \dots\dots\dots(27)$$

ここで、せん断流の通路厚 (t_d) は Compression Field Theory から求められるねじり角算定式 (26) と薄肉弾性論に基づくねじり角算定式 (27) が等しいと置くことにより、次式のようになる。

$$t_d = \frac{A_o \cdot \epsilon_{ds}}{P_o (\epsilon_l \cdot \cos^2 \alpha + \epsilon_h \cdot \sin^2 \alpha + \epsilon_d)} \dots\dots\dots(28)$$

(5) 構成方程式の展開

式 (23) を式 (28) に代入し、それぞれ ϵ_1 および ϵ_h を除去する次式のようになる。

$$\cos^2 \alpha = \frac{A_o \cdot \epsilon_{ds}}{2 P_o \cdot t_d (\epsilon_l + \epsilon_d)} \dots\dots\dots(29)$$

$$\sin^2 \alpha = \frac{A_o \cdot \epsilon_{ds}}{2 P_o \cdot t_d (\epsilon_h + \epsilon_d)} \dots\dots\dots(30)$$

また、式 (20)、(21) から、 $\sin^2 \alpha$ 、 $\cos^2 \alpha$ は次式のようになる。

$$\sin^2 \alpha = \frac{\epsilon_l + \epsilon_d \cdot \cos^2 \alpha}{\epsilon_1} \dots\dots\dots(31)$$

$$\cos^2 \alpha = \frac{\epsilon_h + \epsilon_d \cdot \sin^2 \alpha}{\epsilon_1} \dots\dots\dots(32)$$

l 方向の鉄筋ひずみ (ϵ_l) の算定に関し、式 (29) および式 (31) をつり合い式 (16) に代入することにより、式 (33) が得られる。式 (33) の σ_{sl} の取扱いにおいて鉄筋降伏前は式 (8) を、鉄筋降伏後は式 (9) を式 (33) に代入することにより、それぞれ状態における ϵ_l を求めることができる。

$$(\epsilon_l + \epsilon_d)(\rho_{sl} \cdot \sigma_{sl} + \sigma_r \cdot \epsilon_l / \epsilon_1) = \frac{A_o \cdot \epsilon_{ds} (\sigma_d - \sigma_r \cdot \epsilon_d / \epsilon_1)}{(2 P_o \cdot t_d)} \dots\dots\dots(33)$$

同様に、 h 方向の鉄筋ひずみ (ϵ_h) の算定に関し、式 (30) および式 (32) をつり合い式 (17) に代入することにより、式 (34) が得られる。式 (34) の σ_{sh} に鉄筋降伏前は式 (10)、鉄筋降伏後は式 (11) を代入することにより、それぞれ状態における ϵ_h を求めることができる。

$$(\epsilon_h + \epsilon_d)(\rho_{sh} \cdot \sigma_{sh} + \sigma_r \cdot \epsilon_h / \epsilon_1) = \frac{A_o \cdot \epsilon_{ds} (\sigma_d - \sigma_r \cdot \epsilon_d / \epsilon_1)}{(2 P_o \cdot t_d)} \dots\dots\dots(34)$$

(6) 解析手順

解析のフローチャートを図-9 に示した。この図に沿って、説明をすると次のようになる。

- 1) 断面形状、配筋状況および鉄筋とコンクリートの物理的性質を与える。
- 2) コンクリートのひずみ (ϵ_{ds}) の値を選定する。
- 3) せん断流の深さ (t_d) を仮定する。
- 4) 主引張ひずみ (ϵ_1) を仮定する。
- 5) 式 (4)、(5) から k_1 、式 (3) から λ さらに式 (1) あるいは (2) から σ_d を計算する。

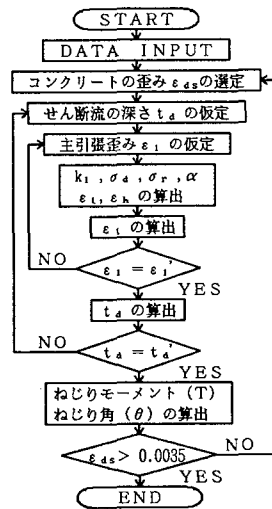


図-9 解析のフローチャート

- 6) 式 (33) から ϵ_t を, 式 (34) から ϵ_h を計算する.
- 7) 式 (24) から主引張ひずみ ϵ_1 を計算する.
- 8) ϵ_1 の誤差が許容値以下になるまで 4)~8) まで繰り返す.
- 9) 式 (23) からひびわれ角度を, 式 (28) からせん断流の深さ (t_d) を計算する.
- 10) t_d の誤差が許容値以下になるまで 3)~10) まで繰り返す.
- 11) 式 (19) を用いてねじりモーメント (T) を, 式 (26) を用いてねじり角 (θ) を計算する.
- 12) 2) に戻り, コンクリートのひずみ (ϵ_{ds}) の値を変えて同じ手順を繰り返す.

3. 実験概要

(1) 実験計画および供試体の諸元

純ねじりを受ける鉄筋コンクリート部材の耐ねじり挙動を知る目的で, 鉄筋量一定でかぶり(部材表面からスターラップ中心までの距離)を3種類変化させた正方形断面供試体(以下シリーズCと略称)と鉄筋比を3種類変化させた高さ300mm, 幅300mm, 長さ2500mmの正方形断面供試体(以下シリーズSと略称)を製作して載荷実験を実施した. これらの実験計画を表-1に示す.

載荷実験を行った供試体の断面寸法および配筋の一例を図-10に示す.

(2) 使用材料

表-1 実験計画

区分	断面寸法		かぶり 厚さ (cm)	軸方向鉄筋 の総断面積 (cm ²)	スターラップ		
	幅 (cm)	高さ (cm)			1本の断 面積 (cm ²)	間隔 (cm)	
シリーズC	C 1	20	20	0.5	5.408	0.676	12.0
	C 2	25	25	3.0	5.408	0.676	12.0
	C 3	30	30	5.5	5.408	0.676	12.0
シリーズS	S 1	30	30	2.0	5.408	0.676	12.0
	S 2	30	30	2.0	8.112	0.676	8.0
	S 3	30	30	2.0	10.816	0.676	6.0

表-2 鉄筋の引張試験結果

呼び名	断面積 (cm ²)	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
D10	0.676	4060	5885	1.93×10 ⁴

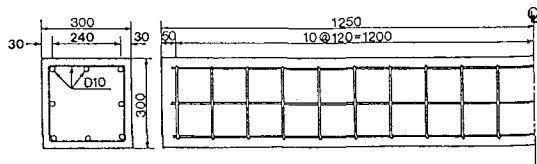


図-10 供試体断面寸法および配筋図 (S1)

表-3 コンクリートの強度試験結果

シリーズ名	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
C	355	30	2.26×10 ⁵
S	300	28	2.00×10 ⁵

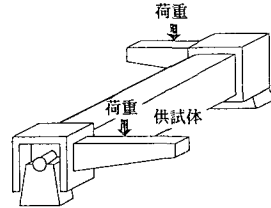


図-11 載荷方法

使用した鉄筋はSD-30, D-10であり, 引張試験結果を表-2に示す.

また, 使用したコンクリートは目標圧縮強度300kgf/cm²であり, 試験結果を表-3に示す.

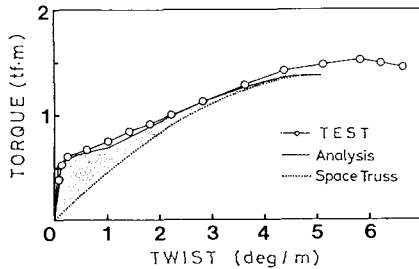
(3) 載荷方法

載荷試験はひずみ制御型試験装置を用い, 載荷方法の概略を図-11に示す.

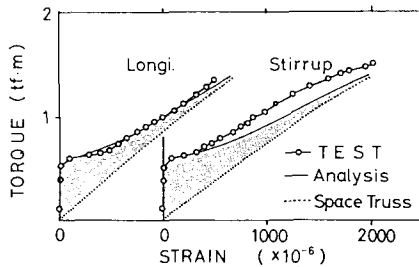
4. 実験結果と解析結果の比較検討

(1) コンクリートの引張剛性がRC部材のねじり挙動に及ぼす影響

曲げモーメントおよびせん断力を受ける部材を対象にして, ひびわれ発生前後のコンクリートの引張剛性に関する研究は数多くなされ, これをまとめると引張材である鉄筋の弾性係数に影響を及ぼすとしているCBE-FIP規準⁸⁾の考え方と, 引張応力下にあるコンクリートはひびわれ発生前は引張ひずみが増加するに従い引張応力は線形的に増加するが, ひびわれ発生後は引張ひずみの増加とともにコンクリートの引張応力が徐々に減少する⁹⁾とする2つの考え方がある. しかしながら, ねじりを受けるRC部材にこれらの影響を導入し, ひびわれ発生前とひびわれ発生後を連続的にとらえる目的で, 従来の立体トラスモデルあるいは斜め曲げモデルを用いることは, もともとこれらのモデルが斜めひびわれが入り切った状態を仮定しており, 根本的な仮定のうえで矛盾しているといえる. ねじり載荷実験を行うと, ねじりを受けるRC部材のひびわれ発生前の荷重-変形曲線は鉄筋量の影響をほとんど受けずコンクリートの引張応力に左右されること, ひびわれ発生後のコンクリートストラットにはひびわれと垂直方向に引張応力が鉄筋とコンクリートの付着を介して生じ, この段階において, コンクリートの引張剛性はねじりを受けるRC部材の支配的な耐力分担であることより, この影響を考慮した本解析について検討を行うと以下のようなことになる.



図—12 作用ねじりモーメント (T) と単位長さ当たりのねじり角 (θ) の関係



図—13 ねじりモーメントと鉄筋のひずみ関係

かぶり高が 0.5 cm ではほぼ 0 に近い供試体 C1 の作用ねじりモーメント (T) と単位長さ当たりのねじり角 (θ) の関係は図—12 に示すようになり、 T - θ 曲線より通常いわれているような特徴ある次に示す 4 領域に区分⁷⁾することができる。すなわち、

第 1 領域は部材に初斜めひびわれが発生する以前の状態であり、 T - θ 曲線はコンクリート単体と仮定し弾性論で求めた関係式とほぼ同一となる領域。

第 2 領域は初斜めひびわれ発生に伴いねじり剛性が第 1 領域に比べて著しく低下し、ひびわれの本数が増す領域。

第 3 領域はひびわれ本数は増加せず、ひびわれ幅のみが増す領域。なお、この領域終了付近で鉄筋は降伏する。

最後に第 4 領域は再び剛性は低下し、最大耐力に到達し、二次的なひびわれが発生する領域。

従来のトラスモデルに基づく解析では図—12 の点線で示すように、最大耐力付近すなわち、第 3 領域から第 4 領域において実験値の傾向をとらえるにすぎなかった。これは立体トラスモデルでは斜めひびわれが入り切った状態についてモデル化を行い、コンクリートストラットの引張剛性の影響を無視してつり合い条件およびひずみの適合条件より構成方程式を求めていることが原因である。図—12 の実線で示すように、コンクリート引張剛性を考慮した本解析はひびわれ発生前、発生後、さらには終局時の実験値の傾向を精度よくとらえることができた。

また、コンクリートの引張剛性はねじりモーメントと

鉄筋のひずみ関係にも影響を与え、図—13 に示すように、解析値は全領域における実験値の平均ひずみ（軸方向鉄筋およびスターラップに 2 cm 間隔に 8 枚ずつ添付したひずみゲージの平均値）挙動を精度よく推定できた。

以上のように、式 (16)、(17) の左辺第 2 項で示すコンクリートの引張剛性の影響を従来の立体トラスモデルでは考慮できなかったため、同一ねじりモーメントにおける鉄筋の耐力分担が実際より大きくなり、過大評価する結果となった。しかし、本解析ではひびわれ発生時と発生後におけるコンクリートの引張剛性を図—3 に示すように考慮しており立体トラスモデルに基づくものより鉄筋の耐力分担が小さくなり、実験値の各領域の傾向をとらえることができた。純ねじりを受ける RC 部材のひびわれ発生前までは鉄筋が受け持つ力が小さいことから無視すれば、つり合い式 (16)、(17) においてコンクリートの圧縮応力 σ_c とコンクリートの引張応力 σ_r が等しくなり、純せん断を受ける式と同一である。しかし、ひびわれ発生後はコンクリートの引張応力 σ_r が図—3 に示すように減少し、 σ_r が 0 の場合は立体トラスモデル同様になることを式 (16)、(17) は示し、実際のねじり挙動を合理的にとらえている解析ともいえる。

(2) RC 部材のかぶりコンクリートがねじり挙動に及ぼす影響

立体トラスモデルを用いた終局ねじりモーメント算定ではせん断流の通路位置の取り方が耐力に非常に大きな影響を与えることから、Rausch の式以来現在までさまざまな考え方が輩出してきた。さらに中性化、塩害などの劣化要因が顕著化しており、かぶりコンクリートを大きく設定するような傾向にあり、このかぶりコンクリートがこの種部材に及ぼす影響は無視できない課題の 1 つである。しかしながら、解析にも実験的にもこのかぶりコンクリートの取扱いに関しいまだに不明確な点が多く、特に、任意の荷重段階における変形挙動を推定する場合、ひびわれ発生前から終局時までせん断流の通路位置の変化をかぶりコンクリートと関連させて正確にとらえなければ、この種部材のねじり耐荷機構を論ずることはできないといっても過言ではない。したがって、本節ではかぶりコンクリートが RC 部材のねじり挙動に及ぼす影響を実験および解析により検討を加える。

a) 荷重-変形曲線

ねじりを受ける RC 部材のかぶりコンクリートの剝離現象は Collins & Vecchio³⁾ によって指摘されており、また Hsu⁴⁾ は部材表面からスターラップの内側までの距離とせん断流の通路厚さの比が 0.75 以上のみ剝離現象を適用すべきとし、0.75 以下ではかぶりコンクリートも含めて耐力算定を行っている。その後、Ewida & McMullen の研究¹¹⁾ では、この剝離は最大耐力後に生

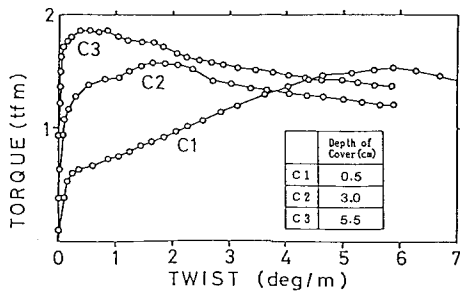


図-14 作用ねじりモーメント (T) と単位長さ当たりのねじり角 (θ) の関係 (シリーズC)

じるとした。

かぶり厚さを変化させたシリーズCの作用ねじりモーメント (T) と単位長さ当たりのねじり角 (θ) の関係の実験結果を図-14に示す。なお、シリーズCは鉄筋量が一定でかぶり厚さをそれぞれ0.5, 3.0, 5.5 cmに変化させたものである。

斜めひびわれ発生耐力はかぶり厚さの増加に伴い、断面が大きくなるため、増加する傾向を示している。

また、ひびわれ発生後の耐力はかぶり厚さが大きくなるほど剥離による耐力の低下が著しく、この剥離現象はかぶり厚さの影響を強く受け、かぶりが大きいC3はひびわれ発生直後最大耐力になり、変形が進行するとともに耐力が低下し、最終的にはかぶりがほぼ0 cmに近い供試体C1の荷重-変形曲線に漸近する。すなわち、供試体C1はひびわれ発生後、耐力とともに変形が進み、ねじり角が5.82 deg/mのときに最大耐力1.36 tf·mとなり、かぶりが3.0 cmの供試体C2はねじり角が1.7 deg/mのときに最大耐力1.46 tf·mとなる。また、かぶりが5.5 cmの供試体C3はひびわれ発生直後のねじり角が0.65 deg/mのときに最大耐力1.76 tf·mになり、かぶりの増大とともに最大耐力時のねじり角は減少することが認められた。したがって、この図よりかぶりが大きくなるにつれ剥離現象が比較的初期の変形段階で生じることが明らかとなった。

次に、シリーズCおよびシリーズSの作用ねじりモーメント (T) と単位長さ当たりのねじり角 (θ) の関係の実験値と解析値をそれぞれ図-15および図-16に示す。

なお、解析ではコンクリートの引張力分担分を考慮し、せん断流の通路厚をかぶりコンクリートが剥離しないとし部材表面から取った Analysis 1 とかぶりコンクリートが剥離するとしスターラップの中心から取った Analysis 2 の2通りについて検討を行った。

図-15に示すかぶりコンクリートの剥離により最大耐力が決定された供試体C2およびC3に関し、Analysis 1は斜めひびわれ発生時付近を、Analysis 2は

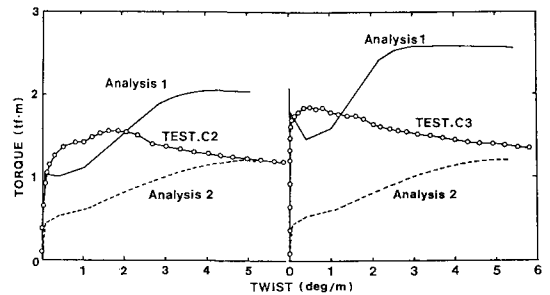


図-15 T - θ 曲線 (シリーズC)

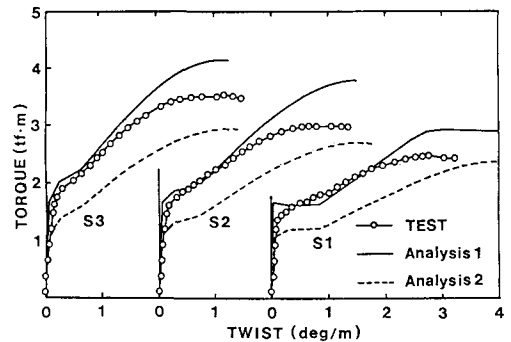


図-16 T - θ 曲線 (シリーズS)

最終時付近の実験値の傾向を評価できた。

一方、図-16に示すかぶりコンクリートの剥離により最大耐力が決定されなかったシリーズSに関し、Analysis 1は最大耐力付近では実験値の値を上回っているが最大耐力付近を除く、斜めひびわれ発生およびその後の挙動を評価することができた。しかし、Analysis 2はひびわれおよびその後の耐力を小さく評価するが、最大耐力付近において実験値とよく一致した。

以上より、剥離現象は同一かぶり厚さでも断面形状が小さいほどすなわち、かぶり厚さと断面辺長との比が大きくなるほど初期の変形段階で始まり、その後徐々に進行し、最終的にはかぶりコンクリートが完全に剥離する。

図-15および図-16に示すように Analysis 1, 2の差はせん断流の通路厚さをどこから取るかによる差でありせん断流の取扱いはねじりモーメントと変形関係に及ぼす影響はきわめて大きいことがわかる。したがって、最大ねじりモーメントとそのときの変形の算定にはかぶりコンクリートが剥離するとしスターラップの中心線からせん断流の通路厚を取る方法が設計において安全側で実験の結果に則した妥当な値を示していると思われる。

いずれにしてもひびわれ発生時から最大時までの耐力-変形を推定する場合にはかぶり厚さの変化と断面寸法の影響による剥離現象を定量的に評価しなければならないと思われる。

b) ひびわれ性状

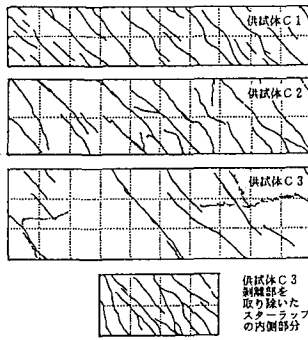


図-17 ひびわれ図 (シリーズC)

かぶりコンクリートの剥離現象は図-17に示すひびわれ図からも理解することができる。すなわち、かぶりコンクリートが大なる供試体C3は小さい変形量、すなわち、 $\theta=0.65 \text{ deg/m}$ で剥離が生じ、かぶりコンクリートと軸方向鉄筋およびスターラップとの間で応力伝達が行われなくなり、その結果かぶりコンクリート部分のひびわれ本数は剥離後増加せずひびわれ間隔がC1供試体に比べ、大となった。供試体C1はかぶりが0.5 cmでコンクリート表面とスターラップの表面が同一面にあり剥離現象は生じず、ひびわれ分散性がC3供試体のかぶり部分に生じたものよりよくなり、斜めひびわれの本数が増加する結果となった。なお、C3供試体でもかぶりコンクリートを取り除いたスターラップの内側部分ではC1供試体と同様のひびわれ性状を示し、明らかにかぶり部分とスターラップが囲む部分ではひびわれ性状が異なっていた。

載荷試験終了後、部材軸方向と垂直にカッターで供試体を切断し、この横断面におけるひびわれの進展状況を図-18に示す。この図で示すように、まず、初ひびわれは部材表面に軸方向から45°の角度で発生し、その後内部に進展し破壊時には部材幅の約80%まで進行する。斜め曲げモデルを用いた理論における圧縮深さは部材表面から取っているが、ひびわれ図に示すように、ひびわれが鉄筋ごに沿っても発生しており、かぶりコンクリートが剥離していることが認められた。すなわち、かぶりコンクリートと鉄筋は一体でなくなっていること

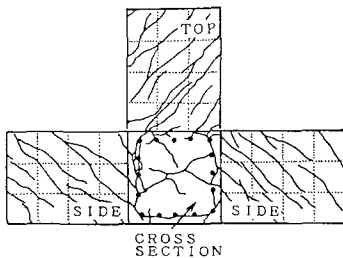


図-18 内部ひびわれの進展状況 (シリーズS)

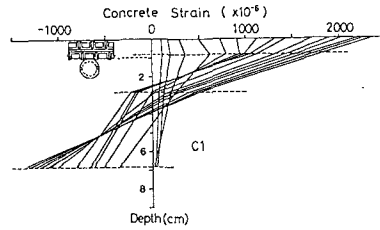


図-19 部材断面深さ方向のコンクリートのひずみ分布 (C1)

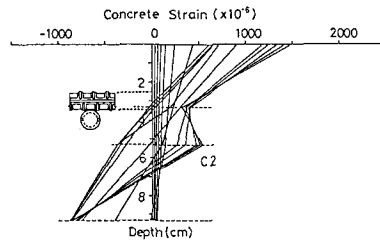


図-20 部材断面深さ方向のコンクリートのひずみ分布 (C2)

から、最大耐力は剥離した部分を取り除いて算定するのが妥当であることがこの図からも確認された。したがって、立体トラスモデルにおけるせん断流の通路も最大耐力に関し剥離した部分を取り除く方が合理的であり理にかなった方法である。

c) 部材断面深さ方向のコンクリートのひずみ分布および圧縮深さ

部材断面深さ方向の主圧縮ひずみ分布を測定する目的で部材軸より45°方向の部材表面にはコンクリートゲージを貼付し、表面からあらかじめ定められた位置に埋込みゲージを配置した。これらのひずみ分布を各供試体別にそれぞれ図-19および20に示す。

これらの図より、中立軸の位置は斜めひびわれ発生前では正方形断面の中心と一致したが、斜めひびわれ発生後中立軸は急激にコンクリート表面近くに移り、その後変形の増加とともに、コンクリート表面から中立軸までの距離は幾分増加していることがわかる。すなわち、かぶりがほぼ0 cmに近い供試体C1はひびわれ発生後中立軸深さが2.5 cmから最大耐力時に3.8 cmに変化している。なお、式(28)を用いた解析ではひびわれ発生直後2.4 cmに、最大耐力時には3.9 cmになり実験値とよく一致した。一方、かぶりが3.0 cmのC2ではひびわれ発生後中立軸深さが3.2 cmに、その後、変形が増加するにつれ最終的に6.8 cmになったが、解析ではひびわれ発生後中立軸深さが3.0 cm、最終的に4.0 cmとなり最終的な中立軸深さが実験値の値を大きく下回った。これについて、最終的にかぶりコンクリートが剥離するとし、かぶりコンクリート厚さ3.0 cmを差し引くと3.8 cmになり、解析値とほぼ一致した。

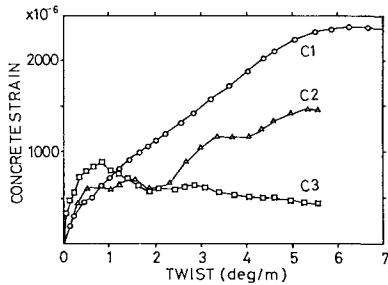


図-21 部材表面における斜めひびわれ間のコンクリートのひずみ

また、このような剥離現象を明確にするために供試体 C1, C2 および C3 の表面ひずみ分布を図-21 に示す。まず、供試体 C1 は剥離現象は起きていないことから変形が進むにつれてコンクリートひずみが増加しているが、C3 のコンクリートひずみはひびわれ発生まで線形的に伸び、その後、ねじり角 1.02 deg/m で最大ひずみ 900 μ に到達した後減少しはじめ、最終的には 450 μ となる。

したがって、かぶりコンクリートとせん断流の通路厚さがねじり挙動に与える影響は以下のように推察される。すなわち、ひびわれ後部材表面側に存在した圧縮深さが鉄筋とコンクリートの付着力を介し一体として抵抗したが、かぶりコンクリートの厚さが大なるほど初期の変形段階で剥離現象が始まり、この一体化が徐々に消滅し、その結果引張力とつり合うように圧縮深さが増加する。その後圧縮深さは鉄筋で囲む内部の方に進行し最終的にはかぶりが剥離してしまうこととなる。

(3) RC 部材のねじり耐力機構

ねじりに対する初期の研究³⁾および現在の ACI Code¹³⁾では最大耐力の算定に式 (35) を用いている。

$$T_u = T_c + T_s \dots \dots \dots (35)$$

すなわち、最大耐力 (T_u) はひびわれ耐力 (T_c) と立体トラス機構の鉄筋による耐力 (T_s) の和と考えている。土木学会標準示方書¹⁴⁾では最大耐力時にはひびわれ耐力によるねじり抵抗が期待できないということからこのような考え方は不合理であると、ひびわれ発生後はトラス機構の鉄筋による耐力 (T_s) のみとしている。

しかしながら、本解析法での抵抗ねじりモーメントの算定はひびわれ時には T_c のみで、ひびわれ発生後はコンクリートストラット間の引張剛性を導入することにより、ひびわれ発生後の初期の段階では T_c が支配的に、変形が進むにつれ徐々に T_c が減り、最終的には T_s が支配的になることを表現でき、ひびわれ発生前から最終耐力までの荷重-変形を連続的にとらえることが可能となった。したがって、本解析を用いることにより、ねじりひびわれ幅および変位・変形など使用限界状態におけ

る RC 部材のねじり挙動を精度よくとらえることが可能となった。

5. 結 論

本研究は鉄筋コンクリート部材のねじり挙動を知る目的で行ったものであり、本研究の範囲内で以下のような結論を得た。

(1) 従来の立体トラスモデルでは領域 1, 2, 3 での変形を過大評価しているが、コンクリートの引張剛性を考慮した本解析は鉄筋コンクリート部材のひびわれ発生前から破壊に至るまでの耐ねじり挙動を精度よく推定できた。

(2) 圧縮軸の深さあるいはせん断流の通路厚 (t_d) は Compression Field Theory から求められるねじり角と薄肉弾性論に基づくねじり角が等しいと置くことにより得られる式 (28) から推定でき、この結果は実験結果とほぼ一致した。

(3) ねじりを受ける鉄筋コンクリート部材のかぶりの剥離現象は最大耐力後に生じる現象ではなく最大耐力に至る前の早い時期から起き、鉄筋のひずみおよびかぶりの厚さが大きくなるほど早い荷重段階で剥離が生ずる。

(4) ひびわれ耐力の算定では全断面有効とし、最大耐力算定ではかぶりが剥離したとした断面についてコンクリートの Softening 現象を取り入れ算定する方法が鉄筋コンクリート部材の実際のねじり現象をとらえた解析であり、妥当といえる。

(5) 中立軸の位置は斜めひびわれ発生前では矩形断面中心と一致したが斜めひびわれ発生後は急激に部材の表面近くに移ることから中実断面部材に関しても薄肉理論が適用可能である。

(6) 任意の荷重段階での耐力機構はひびわれ発生前まではコンクリートが受け持つ耐力が支配的であり、ひびわれ発生後変形が進むにつれ、コンクリートが受け持つ耐力が減り、最終的にはトラス機構による耐力が支配的になる。

(7) 今後、任意の状態での荷重-変形に対する理論的な研究には剥離によるコンクリートストラットの応力の低下および圧縮深さの変化を究明する必要がある。

記号説明

- A_o = せん断流の中心が囲む面積
- A_{st} = 軸方向鉄筋の総断面積
- A_{sh} = スターラップ 1 本の断面積
- f_c = コンクリートの最大圧縮応力
- f_r = コンクリートの Softening 係数 (l/λ)
- k_1 = コンクリートの等価応力ブロックに関する係数

P_h = スターラップの周長
 P_o = セン断流の中心が囲む面の周長
 T = ねじりモーメント
 s = スターラップの間隔
 t_d = セン断流の通路深さ
 α = 部材軸方向からのひびわれ角度
 γ_{th} = セン断流通路位置でのセン断ひずみ
 ϵ_i = 主引張ひずみ
 ϵ_{bu} = 付着限界ひずみ
 ϵ_{cr} = コンクリートの引張ひずみ (引張を正)
 ϵ_d = セン断流通路位置でのコンクリートの圧縮ひずみ (圧縮を正)
 ϵ_{ds} = コンクリートストラットの表面ひずみ (最大値 0.0035, 圧縮を正)
 ϵ_h = スターラップのひずみ (引張を正)
 ϵ_l = 軸方向鉄筋のひずみ (引張を正)
 ϵ_o = 最大圧縮応力時のコンクリートひずみ (0.002)
 $\epsilon_p = f_r \cdot \epsilon_o$
 θ = 単位長さ当たりのねじり角
 $\rho_{sl} = A_{sl} / (P_o \cdot t_d)$
 $\rho_{sh} = A_{sh} \cdot P_h / (P_o \cdot t_d \cdot s)$
 σ_{ch} = スターラップ方向のコンクリートの応力
 σ_{cl} = 軸方向のコンクリート応力
 σ_d = コンクリートストラットに作用する平均圧縮応力 ($k_1 \cdot f_r \cdot f_c$ 圧縮を正)
 σ_r = コンクリートの引張応力 (引張を正)
 σ_{hv} = スターラップの降伏応力 (引張を正)
 σ_{lv} = 軸方向鉄筋の降伏応力 (引張を正)
 σ_{sh} = スターラップの引張応力 (引張を正)
 σ_{sl} = 軸方向鉄筋の引張応力 (引張を正)
 τ_d = セン断流の通路位置でのセン断応力

参 考 文 献

- 1) Rausch, E. : Design of Reinforced Concrete in Torsion, Technische Hochschule Berlin, pp.53, 1929.
- 2) Lessig, N.N. : Determination of Load-Carrying Capacity of Rectangular Reinforced Concrete Elements Subjected to Flexure and Torsion, Trudy No.5, Institut Betonai Zhelezabetona (Concrete and Reinforced Con-

crete Institute), Moscow, pp.5~28 (in Russian), Translated by Portland Cement Association, Foreign Literature Study, No.371.

- 3) Collins, M.P. and Mitchell, D. : Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-prestressed Concrete Beams, PCI Journal, Vol.25, No.5, pp.32~100, Sept.-Oct. 1980.
- 4) Hsu, T.T.C. and Mo, Y.L. : Softening of Concrete in Torsional Members, Univ. of Houston, Civil Eng. Dept., Research Report, pp.1~107, March 1983.
- 5) Rangan, B.V., Staley, R.F. and Hall, A.S. : Behavior of Concrete Beams in Torsion and Bending, Journal of the Structural Division, ASCE, V.103, ST-4, pp.759~772, Apr.1978.
- 6) Ewida, A.A. and McMullen, A.E. : Torsion-shear-flexure interaction in reinforced concrete members, Magazine of Concrete Research, Vol.33, No.115, pp.113~122, June 1981.
- 7) 長滝重義・岡本享久・李 承漢・山岡 暁：鉄筋コンクリート部材のねじり特性に関する研究，土木学会論文集，No.372, pp.157~166, Aug.1986.
- 8) Reported by ACI Committee 224 : Cracking of Concrete Members in Direct Tension, ACI Journal, Vol.83, No.1, pp.3~13, Jan.-Feb. 1986.
- 9) 佐藤稔雄・白井伸明：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究 (その6, その7), AIJ大会概要集, pp.1615~1618, 1978年9月.
- 10) Vecchio, F. and Collins, M.P. : Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear, IABSE Colloquium Advanced Mechanics No.115, pp.113~122, June 1981.
- 11) McMullen, A.E. and El-Degwy, W.M. : Prestressed Concrete Tests Compared With Torsion Theories, PCI Journal, Vol.30, No.5, pp.96~127, Sep.-Oct. 1985.
- 12) Vecchio, F. and Collins, M.P. : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.1, pp.219~231, Mar.-Apr. 1986.
- 13) ACI 318-77 : Building Code Requirement for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書 (昭和61年制定)「設計編」

(1987.6.29・受付)